

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



### INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

### PROGETTO ESECUTIVO

**INZ3 – Nuova Rotatoria Via Berlinguer – Via Stazione  
e Collegamento Via Cà Rote**  
**Relazione tecnica e di calcolo tombini**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b>  Data: _____	   Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I N Z 3 0 6	0 0 1	A

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Montecroci <i>Montecroci</i>	26/11/19	Piacentini <i>Piacentini</i>	26/11/19	Taranta	26/11/19	
B								
C								

CIG. 751447334A File: IN0R11EE2CLINZ306001A\_01.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

**INDICE**

1	PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
2	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	6
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE .....	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	8
4.1	CALCESTRUZZO.....	8
4.2	ACCIAIO .....	9
4.2.1	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C.....	9
5	CRITERI DI CALCOLO.....	10
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO .....	10
5.1.1	Descrizione combinazioni di carico .....	12
5.2	METODI DI CALCOLO .....	15
5.2.1	Calcolo della spinta sul muro.....	15
5.2.2	Verifica a ribaltamento.....	16
5.2.3	Verifica a scorrimento.....	17
5.2.4	Verifica al carico limite.....	17
5.2.5	Verifica di stabilità globale.....	18
5.3	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	18
5.4	CONDIZIONI AMBIENTALI E VERIFICHE ALLO S.L.E. ....	19
5.4.1	Stati limite di fessurazione.....	19
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	20
6.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	20
6.2	PARAMETRI SISMICI.....	20
7	ANALISI MURO DI TESTATA .....	22
7.1	GEOMETRIA DEL MURO.....	22
7.2	SOLLECITAZIONI.....	23
7.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	25

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 30C 8 001	Rev. A	Foglio 3 di 33
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

7.3.1	Verifica a flessione .....	25
7.3.2	Verifica a taglio.....	26
7.3.3	Verifica a fessurazione .....	27
7.4	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	29
8	TOMBINI CIRCOLARI.....	30
8.1	CARICO DI PROGETTO $Q_T$ .....	30
8.1.1	Carico da terreno sovrastante ' $Q_{ST}$ '.....	30
8.1.2	Carico da acqua contenuta ' $P_w$ '.....	31
8.1.3	Carico da azioni variabili (carichi mobili) ' $P_{vc}$ '.....	31
8.2	CLASSE DI RESISTENZA Q.....	32
8.2.1	Verifica a ricoprimento minimo .....	33

## 1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il dimensionamento del muro di testata del tombino IN10Q39 e la verifica statica delle tubazioni dei due tombini IN10335 e IN10Q39, passanti sotto la nuova viabilità di progetto denominata INZ3, che identifica la nuova rotatoria tra via Berlinguer e via Stazione e il nuovo ramo di collegamento tra la rotatoria e via Cà Rote, previsto nel comune di Calcinato, in provincia di Brescia, nell'ambito delle viabilità extra-linea connesse alla realizzazione della nuova linea ferroviaria ad Alta Capacità Milano – Verona.

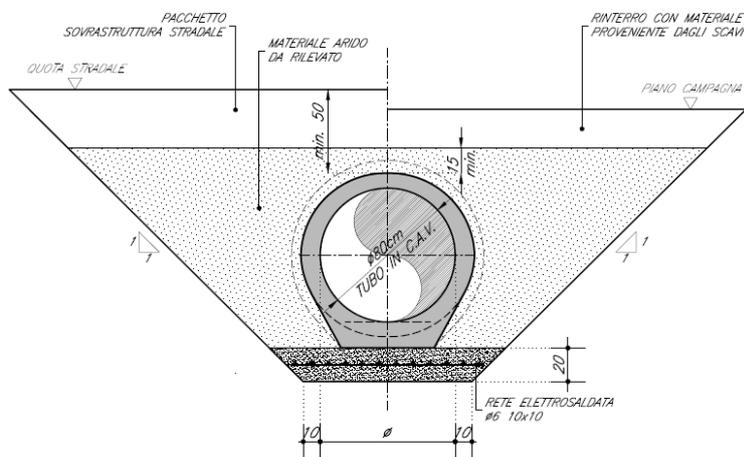
L'inserimento dei due tombini circolari in calcestruzzo di collegamento al di sotto della piattaforma stradale è resa necessaria per garantire la corretta "trasparenza idraulica" venuta meno con l'inserimento della nuova viabilità, al fine di ripristinare il collegamento tra le canalette irrigue esistenti mediante lo spostamento planimetrico delle stesse.

I due manufatti sono di seguito descritti:

- Tombino circolare IN10355, DN800

Si riporta di seguito la sezione trasversale:

*SEZIONE TRASVERSALE TIPO*  
SCALA 1:25



- Tombino circolare IN10Q39, DN800

Nelle figure seguenti si riportano le sezioni longitudinali e trasversali del muro in esame.



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 30C 8 001

Rev.  
A

Foglio  
6 di 33

## 2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

DESCRIZIONE

CODICE

INZ3- NUOVA ROTATORIA VIA BERLINGUER - VIA STAZIONE E COLLEGAMENTO VIA CA ROTE

RELAZIONE TECNICA GENERALE

TOMBINO CIRCOLARE IN10Q39. CARPENTERIA, ARMATURA E DATI DI TRACCIAMENTO

PLANIMETRIA STATO DI FATTO, DI PROGETTO E DI TRACCIAMENTO

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. RELAZIONE IDRAULICA

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE. PLANIMETRIA

INOR11EE2ROINZ300001

INOR11EE2CLINZ306001

INOR11EE2BZINZ306002

INOR11EE2RIINZ306001

INOR11EE2PZINZ306001

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

#### 3.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

#### 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

##### 4.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

Per i muri di testata si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi:

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(f <sub>ck</sub> /R <sub>ck</sub> ) <sub>min</sub> ]	Classe di resistenza adottata [C(f <sub>ck</sub> /R <sub>ck</sub> ) <sub>min</sub> ]	Classe strutturale	Copriferro minimo	Copriferro nominale	Copriferro adottato
					$c_{min,dur}$ (da EC2)	$c_{nom} = c_{min} + h$ (mm)	(mm)
Imbocchi tombini circolari	XC2	C25/30	C25/30	S4	25	30	<b>40</b>

**Tabella 4.1 – Classi di cls e copri ferri minimi**

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30
resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80
tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70
tensione massima di compressione (comb. rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25
modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476

**Tabella 4.2 - grandezze meccaniche relative al cls**

## 4.2 Acciaio

### 4.2.1 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	$f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura	$f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto	$f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

## 5 CRITERI DI CALCOLO

### 5.1 Combinazioni di carico

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 del sovracitato *D.M. 14/01/2008*.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO), di stabilità globale (STAB) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (STAB);

scorrimento sul piano di posa (GEO);

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO);

ribaltamento (EQU).

-SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2", che prevede, per le verifiche STR e GEO, un'unica combinazione di calcolo:

combinazione A1+M1+R3                      STR e GEO

per la quale valgono i coefficienti parziali di seguito riportati.

La verifica al ribaltamento viene seguita secondo la combinazione EQU, i cui coefficienti di sicurezza sono di seguito riportati, adottando per il calcolo delle spinte i coefficienti parziali del gruppo (M2).

La verifica di stabilità globale viene eseguita secondo la seguente combinazione di calcolo:

combinazione A2+M2+R2                      STAB

per la quale valgono i coefficienti parziali di seguito riportati.

#### *Simbologia adottata*

$\gamma_{Gsfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti

$\gamma_{Gfav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti

$\gamma_{Qsfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{Qfav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili

$\gamma_{tan\phi'}$  Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato

$\gamma_{c'}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

$\gamma_{cu}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

$\gamma_{qu}$  Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

$\gamma_{\gamma}$  Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1.00	1.00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$		1.00	1.25
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$		1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1.00	1.00

**FONDAZIONE SUPERFICIALE****Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Coeff. di combinazione  $\Psi_0 = 0.70$        $\Psi_1 = 0.50$        $\Psi_2 = 0.20$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$SLU \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Frequente} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

### 5.1.1 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

#### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

#### Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

#### Combinazione n° 3 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

#### Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Traffico	SFAV	1.50	1.00	1.50

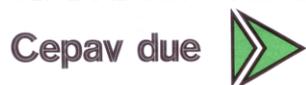
#### Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Traffico	SFAV	1.50	1.00	1.50

#### Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
--	-----	----------	--------	-----------------

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 30C 8 001Rev.  
AFoglio  
13 di 33

Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Traffico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 30C 8 001Rev.  
AFoglio  
14 di 33

Peso proprio terrapieno SFAV 1.00 1.00 1.00

Spinta terreno SFAV 1.00 1.00 1.00

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Traffico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Traffico	SFAV	1.00	1.00	1.00

## 5.2 Metodi di calcolo

### 5.2.1 Calcolo della spinta sul muro

La spinta del terreno sul muro viene valutata secondo il metodo di Culman, che adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))^*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

### 5.2.2 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguito il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### 5.2.3 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### 5.2.4 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

### 5.2.5 Verifica di stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \text{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\text{tg} \phi_i \text{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

### 5.3 Verifiche degli elementi strutturali

Gli elementi strutturali dei muri (elevazione e fondazione) verranno verificati per i seguenti Stati Limite:

- Stato Limite Ultimo (flessione e taglio)

- Stato Limite di Fessurazione

#### 5.4 Condizioni ambientali e verifiche allo S.L.E.

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, nell'arco temporale coperto dalla vita utile della struttura, la normativa di riferimento prescrive di eseguire le verifiche strutturali allo stato limite di esercizio, che si concretizzano in verifiche allo stato limite di fessurazione ed allo stato limite delle tensioni.

##### 5.4.1 Stati limite di fessurazione

Per le verifiche in oggetto si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di azioni:

- Quasi permanenti;
- Frequenti.

I limiti di apertura delle fessure sono stabiliti dalla norma e sono funzione delle condizioni ambientali (classe di esposizione) e della combinazione delle azioni considerata. Per ogni elemento strutturale, nel capitolo "Prescrizioni Materiali" sono state definite le rispettive classi di esposizione e ad esso si rimanda per ogni chiarimento.

Di seguito si riporta la tabella 4.1.III contenuta nel DM14.01.2008 relativa alle condizioni ambientali e delle corrispondenti classi di esposizione da prescrivere in progetto.

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.I: Descrizione delle condizioni ambientali

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.II: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Dove per i valori limite di aperture delle fessure valgono i seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2\text{mm}$$

$$w_2 = 0.3\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

Le armature che si impiegano nei getti di c.c.a. sono armature in acciaio ordinario e pertanto risultano appartenere al secondo gruppo, ossia al gruppo di armature poco sensibili.

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 Stratigrafia e parametri geotecnici

Nello schema seguente si riportano i parametri geotecnici dei terreni considerati.

#### Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [kPa]
<i>c<sub>a</sub></i>	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
<i>H</i>	Spessore dello strato espresso in [m]

### MURO DI TESTATA

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	<i>c</i>	<i>c<sub>a</sub></i>
Terreno_riporto	20.00	20.00	35.00	23.33	0.0	0.0
Terreno_fondazione	19.00	19.00	27.00	27.00	0.0	0.0

### 6.2 Parametri sismici

Per l'analisi sismica si assumono i parametri sismici più gravosi tra tutte le opere.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i parametri che caratterizzano il sisma.

$a_g$	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.238 g
$F_0$	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.441
$T_c^*$	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.283 s
$S_s$	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B 1.168

Per il sottosuolo si può adottare il coefficiente d'amplificazione stratigrafica  $S_s$  della categoria **B**, considerando l'opera ubicata in pianura:

$$S_s = 1.168$$

$$S_t = 1$$

$$S = S_s \times S_t = 1.168$$

L'accelerazione massima risulta quindi:

$$a_{\max}(\text{SLV}) = 1.168 \times 0.238g = 0.278 g$$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  si possono valutare come

$$k_h = \beta_m \times (a_{\max} / g)$$

$$k_v = \pm 0.5k_h$$

Nel caso in esame il coefficiente  $\beta_m$  può essere assunto pari a 0.31. Pertanto si ottengono i seguenti coefficienti sismici:

$$k_h = 0.31 \times 0.278 = 0.0862$$

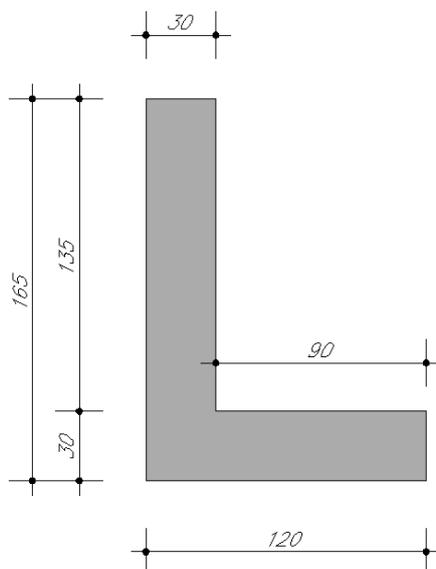
$$k_v = \pm 0.5 \times 0.0862 = 0.0431$$

## 7 ANALISI MURO DI TESTATA

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi e le verifiche strutturali e geotecniche del muro di testata relativo al tombino circolare  $\Phi 800$  IN10Q39.

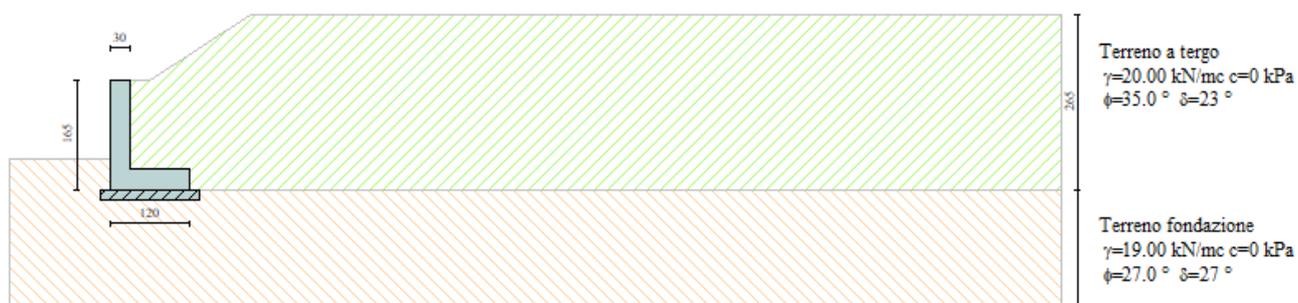
### 7.1 Geometria del muro

Il muro analizzato presenta la seguente geometria.



Nella figura seguente si mostra il profilo stratigrafico considerato. È stato considerato sia il caso di terreno a monte a raso muro con i carichi accidentali disposti a 30cm da filo muro, sia il caso di terreno con pendenza 2 su 3 e il carico accidentale adiacente. In relazione verrà riportato il secondo caso in quanto più gravoso.

A valle del muro è stata considerata inoltre un'altezza di rinterro equivalente, rispetto all'attacco fondazione-paramento, pari a 45cm.

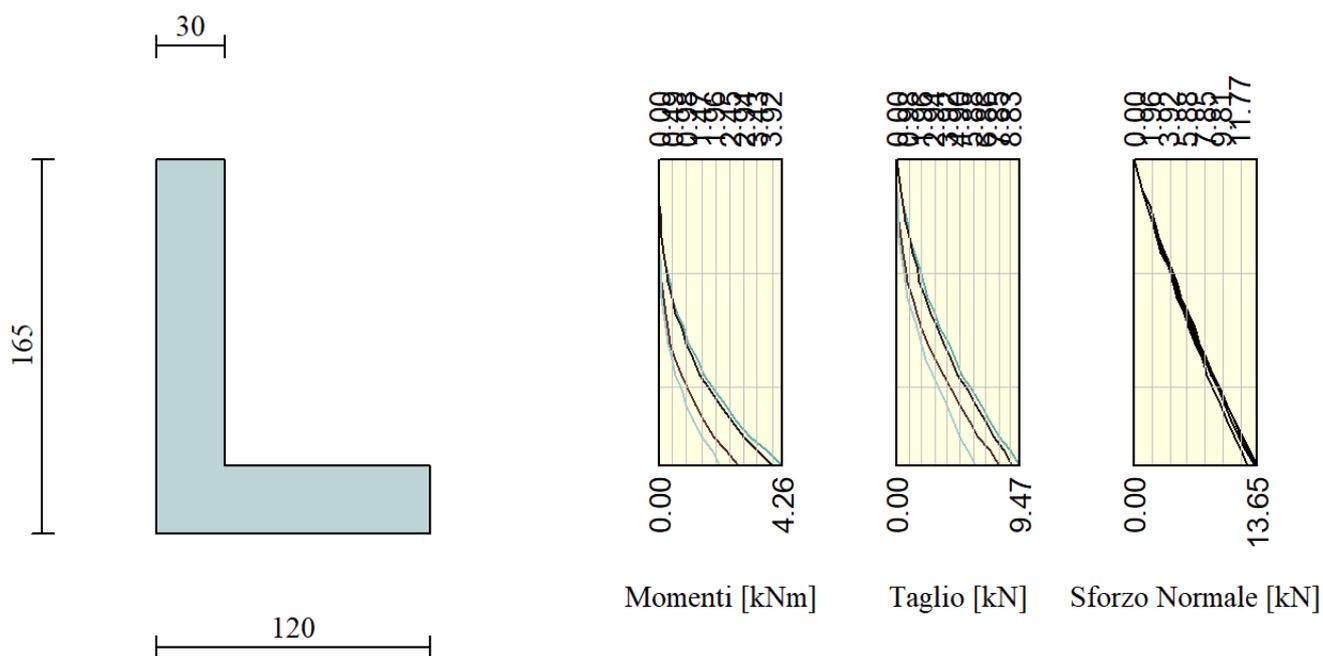


## 7.2 Sollecitazioni

In tabella si riassumono le sollecitazioni agenti sul paramento ed in fondazione del muro, per le combinazioni più significative.

COMBINAZIONE	PARAMENTO			FONDAZIONE		
	$M_{MAX}$ (kNm/m)	$T_{MAX}$ (kN/m)	$N_{MAX}$ (kN/m)	$M_{MAX}$ (kNm/m)	$T_{MAX}$ (kN/m)	$N_{MAX}$ (kN/m)
SLU - SLV	4.26	9.47	13.65	8.90	13.10	-

A titolo di esempio si riportano i grafici del momento, del taglio e dello sforzo normale agenti lungo il paramento e sulla fondazione.



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

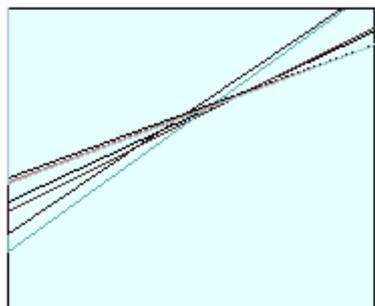
Codifica Documento  
E E2 CL IV 30C 8 001

Rev.  
A

Foglio  
24 di 33

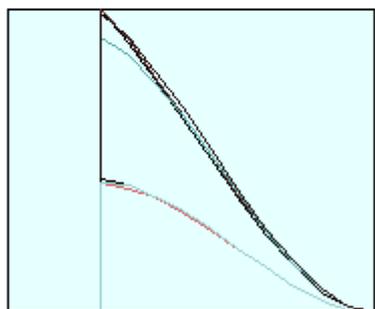


125.9



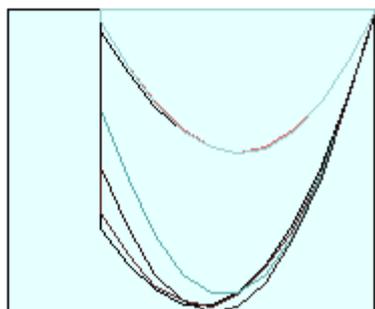
Pressioni sul terreno

-8.6813



Momento

0.0000



Taglio

-13.1060

### 7.3 Verifiche strutturali

Il paramento e la fondazione del muro sono caratterizzati dalla stessa sezione:

$$h = 30\text{cm}$$

$$A_{\text{tesa}} = \Phi 14/20$$

$$A_{\text{comp}} = \Phi 12/20$$

$$c = 4\text{cm}$$

Pertanto, verrà eseguita un'unica verifica strutturale valida sia per il paramento che per la fondazione, considerando il massimo tra le sollecitazioni ottenute per i due elementi strutturali.

#### 7.3.1 Verifica a flessione

$$M_{S,d} = 9.00 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

**Titolo :**

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5.65	4
			2	7.7	26

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C  C25/30

$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰	$\sigma_c$ -14.17 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰	$\sigma_s$ 391.3 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$ 200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14.17	$\epsilon_c$ 3.5 ‰
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8	$\epsilon_s$ 23.88 ‰
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	d 26 cm
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6	x 3.324 x/d 0.1278
	$\tau_{c1}$ 1.829	$\delta$ 0.7

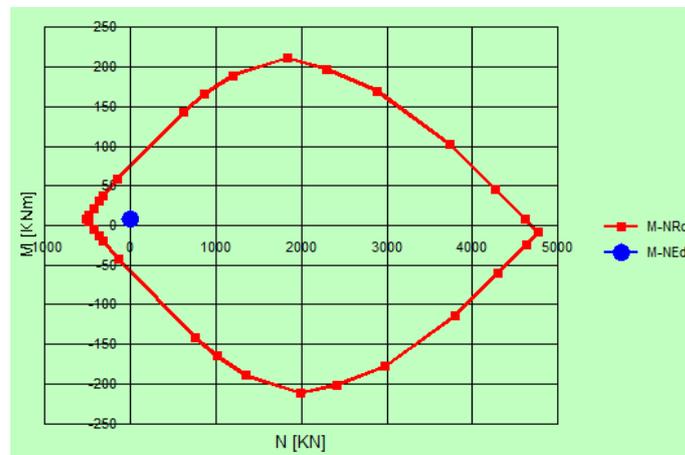
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

$L_0$   cm Col. modello

Precompresso



Essendo  $M_{R,d} = 76.26 \text{ kNm/m} > M_{S,d} = 9.00 \text{ kNm/m}$  la verifica risulta soddisfatta.

### 7.3.2 Verifica a taglio

$$T_{S,d} = 13.00 \text{ kN/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

$V_{sdu}$	13	kN
$N_{sdu}$	0	kN
$R_{ck}$	30	$\text{N/mm}^2$
$f_{ck}$	25	$\text{N/mm}^2$
$\gamma_c$	1.50	
$f_{yk}$	450	$\text{N/mm}^2$
$b_w$	100	cm
$d$	26	cm
$A_{sl}$	7.7	$\text{cm}^2$
$c$	4.00	cm
$\alpha$	90	gradi
$\alpha$	1.57	rad
$\theta$	21.80	gradi
$\text{ctg}\theta$	2.50	
$\theta_{\text{imposto}}$	21.80	gradi
$f_{cd}$	14.17	$\text{N/mm}^2$
$f_{yd}$	391.30	$\text{N/mm}^2$
$\sigma_{cp}$	0.00	$\text{N/mm}^2$
<i>Verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
$V_{Rd}$	117	kN

La verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

### 7.3.3 Verifica a fessurazione

Ampliamente a favore di sicurezza si esegue la verifica a fessurazione considerando le sollecitazioni allo SLU. In particolare, per condizioni ambientali ordinarie e per armature poco sensibili si ha  $w_2 = 0.3\text{mm}$ .

$$M_{S,d} = 9.00 \text{ kNm/m}$$

$$N_{S,d} = 0 \text{ kN/m}$$

**Titolo :** \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	7.7	26

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 14.17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.6
	$\tau_{cl}$ 1.829

$\sigma_c$  -1.077 N/mm²  
 $\sigma_s$  49.33 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0.2467 ‰  
 d 26 cm  
 x 6.415 x/d 0.2467  
 $\delta$  0.7484

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	25	N/mm²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	31476	N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	H =	30	cm
Larghezza	B =	100	cm
Momento di fessurazione	$M_{fess}$	38	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	4.00	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	7.70	cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	3.3	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	1.4	cm

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 30C 8 001Rev.  
AFoglio  
28 di 33

Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	1.40	cm
<b>Sezione fessurata: apertura fessure</b>			
Tensione media barre	$\sigma_{sm} =$	49.33	N/mm <sup>2</sup>
Asse neutro	$x =$	6.42	cm
Altezza utile	$d =$	26.00	cm
Deformazione media barre	$\varepsilon_1 =$	2.83E-04	
<b>Distanza media fra due fessure successive</b>			
Coefficiente $k_2$	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente $k_3$	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	7.9	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	786.2	cm <sup>2</sup>
Area armature poste in $A_{ceff}$	$A_s =$	7.70	cm <sup>2</sup>
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	35.52	cm
Coefficiente $k_t$	$k_t =$	0.4	
Coefficiente $k_1$	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente $k_4$	$k_4 =$	0.425	
<b>Deformazione unitaria media</b>	$e_{sm} =$	1.41E-04	
<b>Ampiezza fessura</b>	$w_k =$	<b>0.050</b>	<b>mm</b>

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

#### 7.4 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche del muro di testata vengono riassunte nello schema seguente. Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto i coefficienti di sicurezza calcolati risultano maggiori di quelli limite imposti dalla normativa.

##### Simbologia adottata

*C* Identificativo della combinazione

*Tipo* Tipo combinazione

*Sisma* Combinazione sismica

$CS_{SCO}$  Coeff. di sicurezza allo scorrimento

$CS_{RIB}$  Coeff. di sicurezza al ribaltamento

$CS_{QLIM}$  Coeff. di sicurezza a carico limite

$CS_{STAB}$  Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	$CS_{SCO}$	$CS_{RIB}$	$CS_{QLIM}$	$CS_{STAB}$
1	A1-M1 - [1]	--	1.65	--	2.19	--
2	EQU - [1]	--	--	2.17	--	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	1.41
4	A1-M1 - [2]	--	1.39	--	1.72	--
5	EQU - [2]	--	--	1.83	--	--
6	STAB - [2]	--	--	--	--	1.26
7	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.42	--	1.50	--
8	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.39	--	1.56	--
9	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.74	--	--
10	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.69	--	--
11	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.20
12	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.19
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.42	--	1.50	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.39	--	1.56	--
15	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1.74	--	--
16	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1.69	--	--
17	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.20
18	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.19
19	SLEQ - [1]	--	2.08	--	2.95	--
20	SLEF - [1]	--	1.86	--	2.65	--
21	SLER - [1]	--	1.79	--	2.53	--

## 8 TOMBINI CIRCOLARI

Si riportano nel seguito le ipotesi da assumere e la procedura da applicare al fine di determinare la classe di resistenza delle tubature circolari, conformemente a quanto riportato dalla norma UNI 7517.

Con riferimento alla norma suddetta, le ipotesi assunte alla base del calcolo sono:

- tubazione “rigida”;
- tubazione non “in pressione”.

### 8.1 Carico di progetto $Q_T$

Le tubazioni risultano assoggettate ai carichi verticali costituiti dal perìso del terreno di ricoprimento, dal peso dell’acqua contenuta nello stesso tubo e dai sovraccarichi accidentali.

Il carico di progetto  $Q_t$  risulta pertanto definito dalla seguente espressione:

$$Q_t = Q_{st} + P_{vc} + P_w$$

dove:

- $Q_{st}$  = Carico dovuto al rinterro (kN/m)
- $P_{vc}$  = Carico dovuto all’acqua contenuta nel collettore (kN/m)
- $P_w$  = Carico dovuto ad azioni mobili variabili (kN/m)

Lo stato tensionale risulta quindi dipendere dal sistema di forze agenti sul tubo: distribuzione dei carichi e reazione di vincolo definite dal sistema di posa.

#### 8.1.1 Carico da terreno sovrastante ‘ $Q_{st}$ ’

La norma UNI 7517 distingue due diverse tipologie di calcolo nella stima del carico da terreno sovrastante a seconda delle condizioni di posa della tubazione: una per il caso di “trincea stretta” e una per il caso di “trincea larga”.

La tubazione è considerata posata in trincea stretta nel caso sia verificata una delle seguenti condizioni:

- $B \leq 2D$  e  $H \geq 1,5B$
- $2D < B < 3D$  e  $H \geq 3,5B$

dove B rappresenta la larghezza della trincea a livello della generatrice del tubo, H l’altezza di ricoprimento e D il diametro esterno.

In caso di condizioni di posa in trincea stretta, il carico verticale dovuto al rinterro  $Q_{st}$  (kN/m) è calcolato come:

$$Q_{st} = C_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

dove:

- $\gamma_t$  = Peso specifico del materiale di rinterro (kN/mc)
- B = Larghezza della trincea a livello della generatrice del tubo (m)
- $C_t$  = Coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea stretta. Il coefficiente è funzione del rapporto H/B, dell’angolo di attrito interno del terreno di rinterro  $\phi$  e dell’angolo di attrito  $\phi'$  tra terreno di rinterro e terreno naturale. È calcolato secondo la seguente espressione:

$$C_t = 1 - e^{-2k(H/B)\tan\phi'} / 2k\tan\phi \quad \text{con } k = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

In caso di condizioni di posa di trincea larga il carico verticale dovuto al rinterro  $Q_{st}$  (kN/m) è calcolato come:

$$Q_{st} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

dove:

- $\gamma_t$  = Peso specifico del materiale di rinterro (kN/mc)
- $D$  = Diametro esterno del tubo (m)
- $C_t$  = Coefficiente di carico del terreno nella posa in trincea larga, stimato in funzione del rapporto H/D (indicando con H l'altezza del ricoprimento da estradosso tubo), delle caratteristiche del terreno e delle modalità di posa. Cautelativamente viene valutato tramite le seguenti espressioni:

$$C_e = 0.1 + 0.85 \cdot (H/D) + 0.33 \cdot (H/D)^2 \quad \text{per } H/D \leq 2.66$$

$$C_e = 0.1 + 1.68 \cdot (H/D) \quad \text{per } H/D > 2.66$$

### 8.1.2 Carico da acqua contenuta ' $P_w$ '

Il carico dovuto all'acqua contenuta all'interno della tubazione viene valutato secondo la norma UNI 7517 come:

$$P_w = 5.788 \cdot d^2$$

con  $d$  diametro interno del tubo (m)

### 8.1.3 Carico da azioni variabili (carichi mobili) ' $P_{vc}$ '

Il carico mobile viene valutato secondo la norma UNI 7517 come:

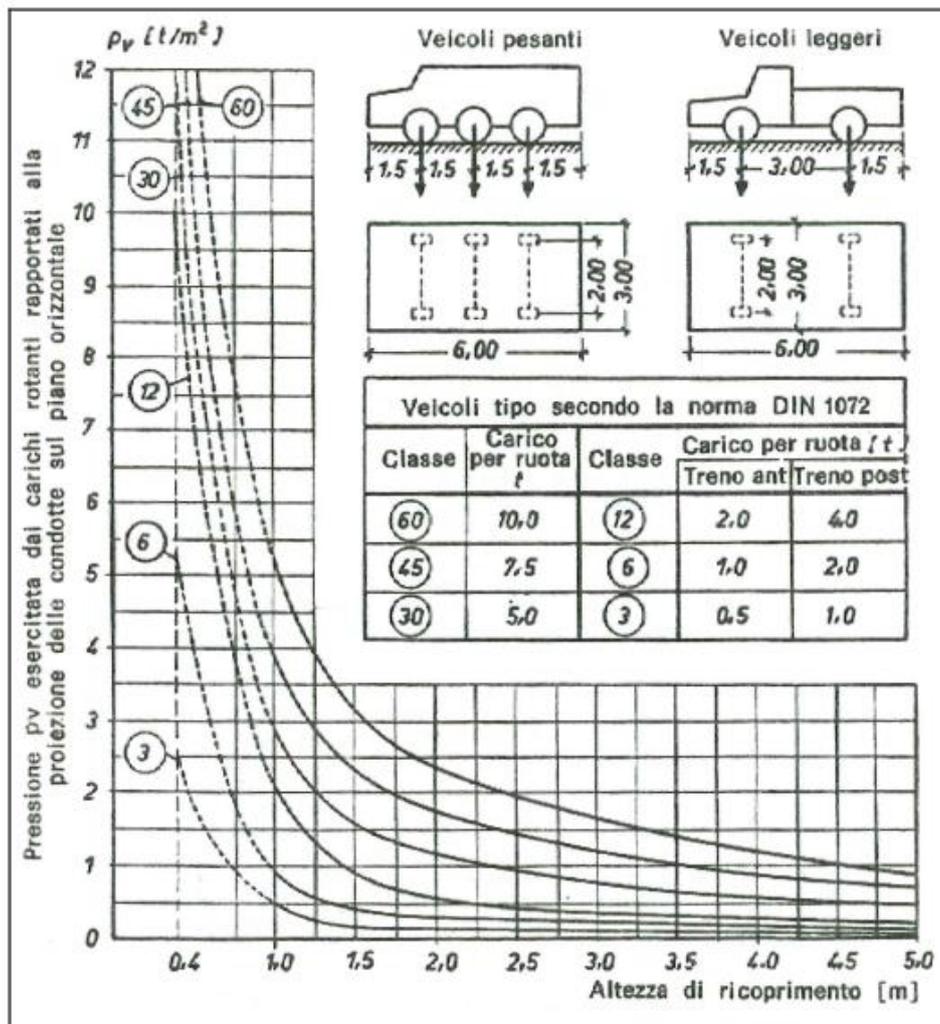
$$P_{vc} = p_v \cdot D \cdot \varphi$$

dove:

- $P_{vc}$  = Carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuti ai carichi mobili concentrati (kN/m);
- $D$  = Diametro esterno del tubo (m);
- $\varphi$  = Fattore dinamico che può essere calcolato come:
  - $\varphi = 1 + 0.3/H$  per strade e autostrade;
  - $\varphi = 1 + 0.6/H$  per ferrovie.
- $p_v$  = Pressione verticale al livello della generatrice superiore del tubo, dovuta ai carichi mobili concentrati (kN/m<sup>2</sup>). Il valore del carico  $p_v$  è valutato in funzione del tipo di convoglio e dell'altezza di ricoprimento  $H$ , secondo le seguenti espressioni:
  - $p_v = 0,5281 \cdot P \cdot H^{-1.0461}$  Per veicoli pesanti (Tipo HT)
  - $p_v = 0,8743 \cdot P \cdot H^{-1.5194}$  Per veicoli leggeri (Tipo LT)
 dove  $P$  rappresenta il carico per ruota in kN.

Nel grafico seguente sono riportati gli andamenti di  $p_v$  in funzione del tipo di veicolo considerato e dell'altezza di ricoprimento.

Per i casi in esame, è stato sempre assunto il carico pertinente alla classe HT60, che prevede un carico per ruota  $P$ , pari a 100 kN, equivalente alla configurazione di carico da mezzo convenzionale per ponti di 1° categoria.



## 8.2 Classe di resistenza Q

L'espressione che governa la progettazione del tubo è la seguente:

$$\mu \leq \frac{Q \cdot K}{Q_t}$$

dove:

- $\mu$  = Coefficiente di sicurezza posto pari a 2,5 per il sifone, in cui abbiamo pressione interna, e 1,3 in tutti gli altri casi analizzati;
- K = Coefficiente che aumenta la capacità di resistenza della tubazione e che è funzione del tipo di posa.

I tombini esaminati sono posati su una soletta in calcestruzzo armato e rinfiacati con materiale da rilevato: per tale modalità di posa la normativa UNI 7517 utilizza un valore di K variabile a partire da un minimo di 2,2 che pertanto è stato assunto in modo cautelativo.

### 8.2.1 Verifica a ricoprimento minimo

I due tombini presenti, di diametro interno 80cm, sono entrambi posti sotto la viabilità di progetto, Si calcola quindi il ricoprimento minimo necessario al fine di ottenere una classe di resistenza inferiore a 135 kN/mq ossia a quella offerta dai prodotti presenti sul mercato. Si riporta la verifica eseguita:

DN800			
<b>VERIFICA CONDIZIONI DI POSA DELLA CONDOTTA</b>			
Diametro interno	Di	0.800	m
Spessore	sp	0.090	m
Diametro esterno	De	0.980	m
Altezza di ricoprimento	H	0.510	m
Larghezza dello scavo in corrispondenza estradosso tubo	B	1.922	m
Condizione di posa	trincea larga o rilevato		
<b>CARICO VERTICALE DOVUTO AL RINTERRO</b>			
Peso specifico materiale di rinterro	$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>
	H/D	0.520	-
Coefficiente di carico del terreno	$C_e$	0.632	-
Carico da rinterro	$Q_{st}$	12.134	kN/m
<b>CARICO VERTICALE DOVUTO ALL'ACQUA CONTENUTA NEL COLLETTORE</b>			
Carico da acqua contenuta	$P_a$	3.704	kN/m
<b>CARICO VERTICALE DA AZIONI MOBILI VARIABILI</b>			
	$\varphi$	1.588	-
Categoria Veicolo	-	HT	-
Carico per ruota	P	100	kN
Pressione verticale	$p_v$	106.814	-
Carico da azioni variabili	$P_{vc}$	166.252	kN/m
<b>CLASSE DI RESISTENZA MINIMA</b>			
Carico di progetto	$Q_t$	182.091	kN/m
Coefficiente di posa	K	2.200	-
Coefficiente di sicurezza	$\mu$	1.300	-
Carico minimo di rottura	F	107.599	kN/m
Classe minima di resistenza	Q	134.499	kN/mq

Il ricoprimento minimo da garantire sopra è pari a 51 cm. Per i casi in esame poiché non è possibile garantire tale valore di ricoprimento, sarà inserita una soletta in calcestruzzo armato a protezione dei due tombini, come evidenziato negli elaborati INOR11EE2BZINZ306001 e INOR11EE2BZINZ306002.